

永歳橋の耐風安定性に関する試験報告

ON AERODYNAMIC STABILITY OF THE EISAI BRIDGE

関野昌丈*・小方武雄**・坂田 弘***・三宅 勝****
By Masatomo SEKINO, Takeo OGATA, Hiroshi SAKATA
and Masaru MIYAKE

1. ま え が き

このほど、神奈川県三保ダムの建設により水没する旧永歳橋の架け替えとして架設された永歳橋は、美観、経済性などの点から、2径間連続鋼床板箱桁を有する斜張橋形式が採用された。また、架橋地点の地形の状況を考えると、架設は、ケーブルを利用したカンチレバーアウト工法が最も有利であり、このため、本橋のケーブルは多索式が最適とされた。

上記のような斜張橋を架設するにあたっては、耐風安定性上十分な配慮をする必要があることはいうまでもないが、本橋はさらに以下に示すような点で、耐風安定性の検討が特に重要であると考えられた。

- ① 本橋は、ダムの建設用道路およびダムの完成後には観光用道路として利用されることを考えると、車線数は2車線で十分であるが、スパンが大であるため強度上基本断面の桁幅/桁高を小さく(約2)する必要がある。上記のような桁幅/桁高(断面比)が約2なる断面は、過去の研究例^{1)~3)}よりもわかるように、たわみまたはねじれの渦励振振動、さらに渦励振振動の発生する風速の1/3~2/3の風速で発生する限定振動、またギャロッピング振動、ねじれフラッターと数多くの空力振動の発生することが予想される。

* 正会員 神奈川県土木部

** 正会員 神奈川県土木部

*** 工博 三菱重工業(株)長崎研究所

**** 三菱重工業(株)横浜造船所

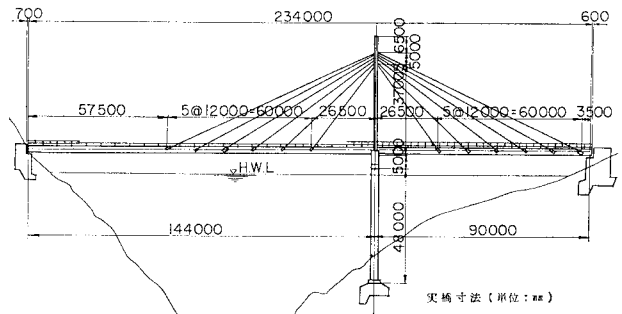


図-1 一般図

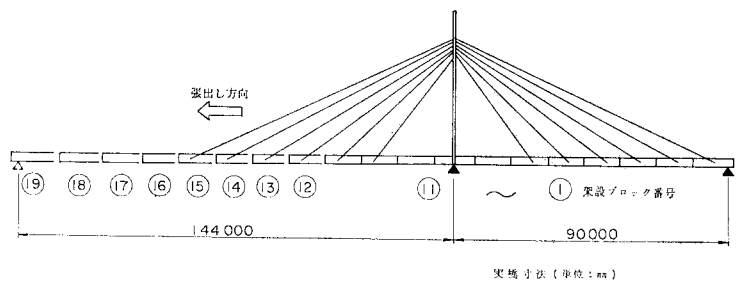


図-2 架設段階図

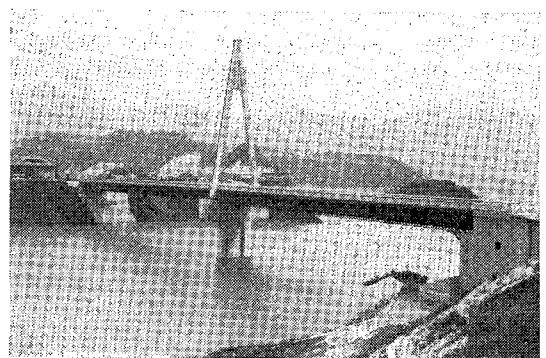


写真-1 永歳橋全景

- ② カンチレバーアウト工法で架設するので、完成時に比べ架設時、なかでも閉合直前の状態が最も、1) 固有振動数が低い、2) 未舗装のため減衰率が小さい、3) 質量が小である等のために耐風安定性が悪くなると考えられる。

以上の問題点を解決するため、本橋では完成時ならびに架設時のそれぞれについて以下のような方法で対処することにした。

- ① 完成時：完成時については永久的に耐風安定性を確保する必要があるため、空力的な制振装置を取りつけることにより断面の耐風安定性向上を図る。
- ② 架設時：架設期間中の一時期のみ、耐風安定性を確保すればよいので、テンポラリーな制振対策として吊橋主塔によく用いられるスライディングブロックの応用を試みる。

上記の制振対策を検討するにあたっては、過去にもいくつかの実験的な研究例^{4)~6)}があるものの、桁幅/桁高の大きな断面を対象としたものが多く、またその制振効果は定性的にはある程度わかるものの、定量的となると対象とする橋ごとに異なるようである。さらに、架設時となると今回のような架設状態を対象とした研究例はないため、本橋については、以下に示すように風洞における模型試験により実験的に検討を行うこととした。

- i) 完成時：完成時については過去の研究例^{6),7)}と同様2次元部分模型を用いて本橋を対象に各種制振装置、およびその組合せによる制振効果を調べ、最適な制振対策を検討する。
- ii) 架設時：現状では2次元部分模型試験結果より、今回のような架設時の3次元実橋の耐風特性を推定する方法は確立されていない。また、架設時には3次元性が生ずることも考えられる。したがって架設時については本橋を対象に3次元架設時全径間模型を用いて風洞実験を実施し、その耐風性状を調べ、本結果を用いてスライディングブロックの設計検討を行う。

以上の検討を行った結果

- i) 完成時については：
 - ① 道路床と歩道床の間に吹き抜けを設ける。
 - ② 高欄上部に抑流板を取りつける。
 - ③ 主桁下側の角部にカウリングを取りつける。
- ii) 架設時については、対岸に建てられた架設用塔を利用してワイヤーを介して主桁先端を対岸に設置されたコンパクトなスライディングブロックに取りつける（なお、架設時には重量軽減ならびに施工上歩道床および上記①、②の制振対策は取りつけない）。

ことにより完成時ならびに架設時について、耐風安定性が確保されることがわかった。

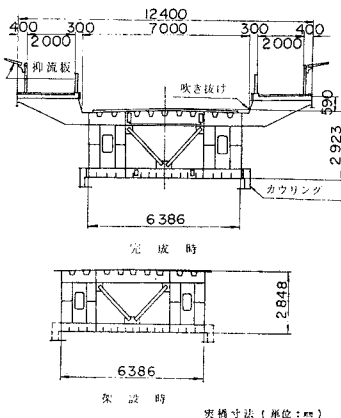


図-3 断面図

表-1 実橋の振動諸量

構造系	架ケーブル段設数	架ブロック設数	振モード次数	鉛直たわみ振動		ねじれ振動		
				等価質量 M_e	振動数 f_n	等価質量モーメント I_e	振動数 f_φ	
				kg・s ² /m ²	Hz	kg・s ² ・m ² /m ²	Hz	
完成時	19	6	1	772.0	0.555	9085.0	2.669	
			2	767.0	1.171	—	4.170	
			1	479.9	0.724	—	—	
			2	—	1.581	—	—	
架設閉合時	14	6	1	417.4	0.379	2827.0	3.065	
			2	492.1	0.890	—	7.242	
		17	1	—	0.500	—	3.322	
			2	—	1.093	—	7.240	
		16	1	486.2	0.623	—	3.615	
			2	469.6	1.406	—	7.241	
	架設	5	15	1	482.8	0.475	—	—
				2	—	1.259	—	—
		4	15	1	531.3	0.561	—	—
				2	—	1.495	—	—
		4	15	1	523.1	0.430	—	—
				2	—	1.211	—	—
途上	14	14	1	522.5	0.540	—	—	
			2	—	1.584	—	—	
	3	14	1	524.5	0.435	—	—	
			2	—	1.303	—	—	
	2	13	1	504.6	0.551	—	—	
			2	—	1.674	—	—	
1	12	1	510.5	0.446	—	—		
		2	—	1.342	—	—		
1	12	1	500.2	0.574	—	—		
		2	—	1.642	—	—		
1	12	1	502.8	0.484	—	—		
		2	—	1.326	—	—		

本報告は、以上に示す断面比が約2の本橋を対象とした一連の制振装置に関する風洞試験結果について報告するとともに、カンチレバークラウト工法による架設途上の3次元全径間模型風洞試験法、およびその結果について報告するものである。

2. 実橋の振動特性概略

実橋の完成時および架設時各段階における振動諸量の計算結果を表-1に示す。表中の架設ブロック番号は図-2に示すとおりであり、完成時ならびに架設時の断面は図-3に示すそれぞれの断面を想定している。また、等価質量 M_e 、および等価質量慣性モーメント I_e は次式にて定義する。

$$\left. \begin{aligned}
 M_e &= \frac{\int_0^L m(x) \{\Phi_\eta(x)\}^2 dx}{\int_0^L \{\Phi_\eta(x)\}^2 dx} \\
 I_e &= \frac{\int_0^L I(x) \{\Phi_\phi(x)\}^2 dx}{\int_0^L \{\Phi_\phi(x)\}^2 dx}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

上式中、各記号は以下の諸量を示す。

- x : 橋軸方向の座標
- $m(x)$: x 軸方向の質量分布
- $I(x)$: x 軸方向の質量慣性モーメント分布
- $\Phi_\eta(x)$: たわみの振動モード
- $\Phi_\phi(x)$: ねじれの振動モード
- L : 橋桁全長

なお、振動モードの一例として、完成時および18ブ

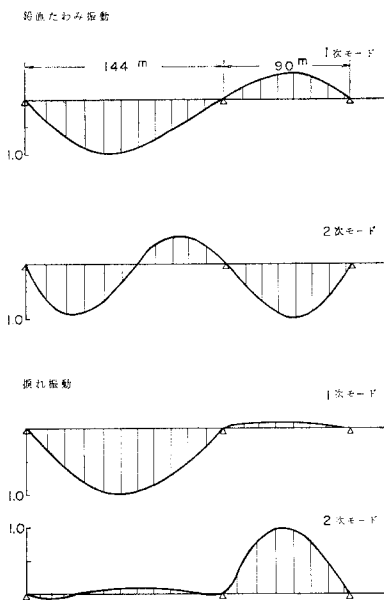


図-4 完成時振動モード

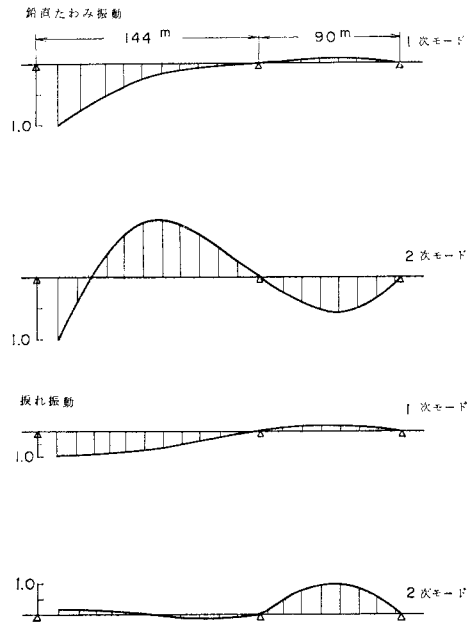


図-5 18ブロック架設時振動モード

ロックまで架設完了時の振動モードを図-4, 5に示す。

3. 完成時の耐風性について

(1) 風洞試験概略

まえがきで述べたように、完成時については縮尺1/40の2次元部分模型を用いたばね支持試験を実施し、その耐風性を調べた。模型写真を写真-2に示す。また表-2には完成時の実験条件を示す。

本橋の補剛桁は、前述のように基本的には断面比が約2の矩形ボックス桁で、その両側に歩道板を張り出して取り付けることを考えている。

本橋に発生する風による振動としては、まえがきで述べたように、さまざまな振動が発生することが予想され

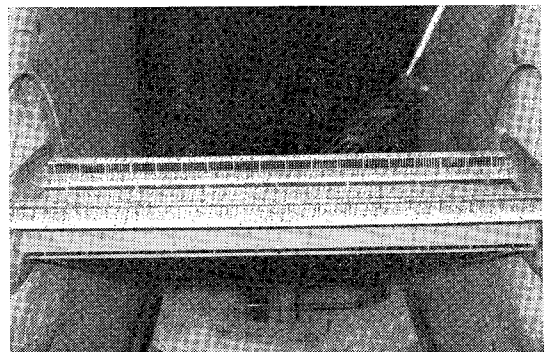


写真-2 完成時断面模型

表-2 実験条件 (完成時)

項目	実橋	模 型	
		所要値	実験値
質 量	772 kg・s ² /m ²	0.483 kg・s ² /m ²	0.481 kg・s ² /m ²
質量慣性モーメント	9085 kg・m・s ² /m	0.0035 kg・m・s ² /m	0.0038 kg・m・s ² /m
振動数	たわみ	0.555 Hz	---
	ねじれ	2.669 Hz	---
振 動 数 比		---	1/1.6
風 倍 速 率	たわみ	1.0	---
	ねじれ	1.0	---
対 減 衰 率	たわみ	---	0.020
	ねじれ	---	0.020

るが、2. に示す実橋の振動特性とあわせ考えると、たわみの渦励振振動、およびそれより低い風速で発生するたわみの限定振動に最も注意を払う必要があると考えられる。したがって、風洞試験では、まず上記のたわみ振動を対象に以下に示すような各種制振対策、およびその組み合わせによる制振効果を調べ、そのうち効果の大なるものについてその他の耐風性状についても調べることにした。

(2) 風洞試験結果

a) たわみの渦励振振動に対する制振対策

本橋では、渦励振振動の制振対策として以下の3種の対策を考え、風洞試験にて制振効果を調べた。

- ① 高欄上部に抑流板を取りつける。
- ② 歩道床を高くし、道路床との間に吹き抜けを設ける。
- ③ 主桁の両側に三角形のフェアリングを取りつける。

上記3種の制振対策のうち、吹き抜け、およびフェア

リングは、設計・施工上ほぼその大きさが制約されるのに対し、抑流板については、大きさ、取り付け角度等に自由度があると考えられる。

抑流板は、コスト、重量、施工性、見晴らし等を考えると、小型であるほど、また充実板よりは金網等で代用する方が好ましい。

したがって、抑流板については、別途に形状、開口率等を変化させた場合の制振効果を調べ、最適な抑流板の形状の検討を行った。

図-6には、抑流板の幅ならびに取りつけ角度を変化させた場合の制振効果を示す。図中制振率とは、対策後(抑流板を取りつけたとき)に発生したたわみの渦励振振動振幅を対策前のたわみの渦励振振動振幅で除したものである。図-6に示すように、今回の試験範囲では、抑流板の幅は大であるほど制振効果が大きく、取り付け角度が大であるほど制振効果が大きい。また、十分な制振効果を得るためには、取り付け角度が10度の場合に1mの幅が、取り付け角度が30度の場合には0.5mの幅の抑流板が必要と考えられる。

また、抑流板の開口率を変えた場合の制振効果を図-7に示す。図中、抑流板(A)は全面にわたって開口率を変えた場合であり、抑流板(B)は先端の半分を充実板のままとし、残りの半分について開口率を変えた場合である。図-7よりわかるように、抑流板については最適な開口率はなく、全般的に開口率が小さくなるほど制振効果が大きくなる。また、抑流板(B)のような場合には、迎え角によっては開口率を小さくすることによりかえって制振効果が落ちることもあるようである。

以上の検討結果より、確実な制振効果を期待するならば、充実板で幅1m、取り付け角度10度の抑流板か充実板で幅0.5m、取り付け角度30度の抑流板が必要と考えられる。上記2種の抑流板のうちいずれが適当かについては、本橋が観光用道路となることから見晴らしを検討した結果、幅1m、取り付け角度10度の抑流板の方が好ましいと考えられる。

次に、上記抑流板と吹き抜け、フェアリングの3種の制振対策、またはその組み合わせによる制振効果を表-3にまとめて示す(注1)。表-3よ

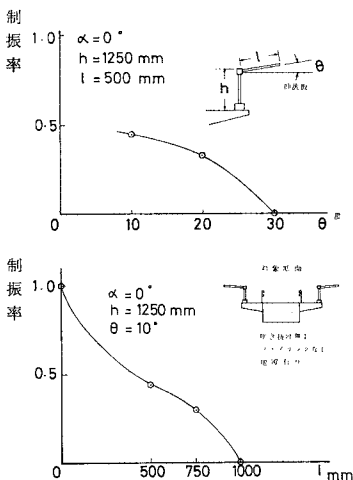


図-6 抑流板の形状と制振効果

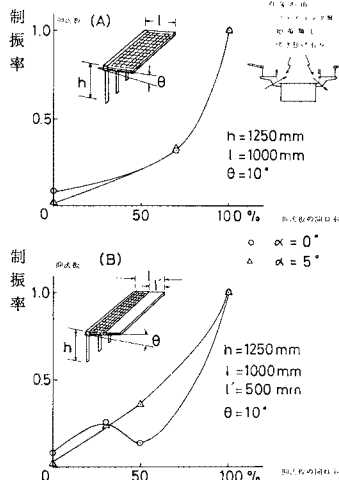


図-7 抑流板の開口率と制振効果

注1) 実橋の振動振幅の推定にあたっては、実際には空気力が振動振幅に対して非線形性を有すると考えられるので、厳密には振動モードを考慮して空気力を算出し、振動振幅を推定する必要があると考えられるが、ここでは、模型の幾何学的縮尺率(1/40)の逆数を乗じた値を近似的に実橋の最大たわみ振動振幅とした。

表-3 たわみ渦励振動に対する制振対策効果概略

制振対策		断面概略図	たわみ渦励振動倍振幅 (実橋換算)				
フリ エン アゲ	吹き 抜け		迎え角 α (度)				
			0	2	3	4	5
なし	なし		124 (372)				699
なし	あり		(-)	12	12	182	336
なし	あり		(316)				(656)
なし	あり		24				8
あり	なし		(374)				(1163)
あり	あり		(14)				18

注) 上表中の数値は実橋換算値(単位:mm)を示す。
 -印は実橋換算倍振幅で8mm以上の振動は発生していないことを示す。
 /印は風洞試験を実施していないことを示す。
 ()印は地覆が高欄下部に付いている場合の結果であり、その他は地覆を除去した場合の結果である。
 上記のたわみ渦励振動の共振風速は実橋換算風速でいずれも15~18m/sの間である。

り以下のことがわかる。

- ① 抑流板は迎え角が0度の風に対して非常に制振効果があるが、迎え角が大になるにつれて制振効果が減少する。
- ② 吹き抜けは、単独では制振効果がほとんどないと考えられるが、抑流板と組み合わせることにより、迎え角が大なる領域で制振効果を生ずる(断面の迎え角特性を向上させる)。
- ③ フェアリングは本橋のたわみ渦励振動については、ほとんど制振効果がないと考えられる。
- ④ 地覆を取り除くことは、断面の耐風性を向上させるのに有効である。

以上の結果より、本橋については、たわみの渦励振動を制振するには抑流板(幅1m, 取り付け角度10度, 充実板), および吹き抜けを設けるのが有効であると考えられる。

b) ギャロッピング, ねじれフラッターに対する制振

表-4 ギャロッピングに対する制振対策効果概略

断面概略図	b	たわみ渦励振動		たわみ発散振動発振風速	ねじれ発散振動発振風速
		発生風速	倍振幅		
	16mm	16m/s	22mm	38m/s	111m/s
	1000	13	6	48	120
	2200	12	74	67	150
	500	16	17	48	120
	600	16	18	55	110
	800	17	12	>67	134
	1500	16	12	48	149
	1600	14	11	>67	209

注) 上表中の数値はすべて実橋換算値である。
 また、迎え角はすべて5度である。

対策

a) で求めた制振対策を取りつけた断面について、さらに高風速での耐風性状を調べた。その結果、表-4 中上段に示すように、ギャロッピングと思われる振動、およびねじれフラッターと思われる振動がそれぞれ実橋換算風速で38m/s, および111m/sより発生することがわかった。上記発生振動のうち、ねじれ振動についてはその発振風速が111m/sと高いことから、実際上は問題ないと考えられるが、たわみ振動は発振風速が38m/sと低いことから、強風時には十分起こり得ると考えられる。したがって本節では、たわみ振動の制振対策として表-4中に示すような整流板をさらに取りつけ制振効果を調べた。その結果を表-4にまとめて示す。

表-4よりわかるように、いずれの方法もたわみ振動、およびねじれ振動の発振風速を高めるのに有効であるとされる。しかしながら、取りつける整流板の大きさを比較すると、主桁下角部にカウリングとして取りつける方法が、最もコンパクトで制振効果が大きであるとされる。

したがって、たわみ発散振動の制振対策としては、主桁下角部にカウリングを取りつけることとした。また、大きさについては、文献8)等を参考に、迎え角5度の状態で風速50m/s以上の風が持続的かつ一様に吹く可能性はほとんどないと考え、発振風速が50m/s以上になるよう幅600mmのカウリングを取りつけることとした。

c) 完成時断面の耐風性

以上の結果より、完成時断面については、抑流板, 吹

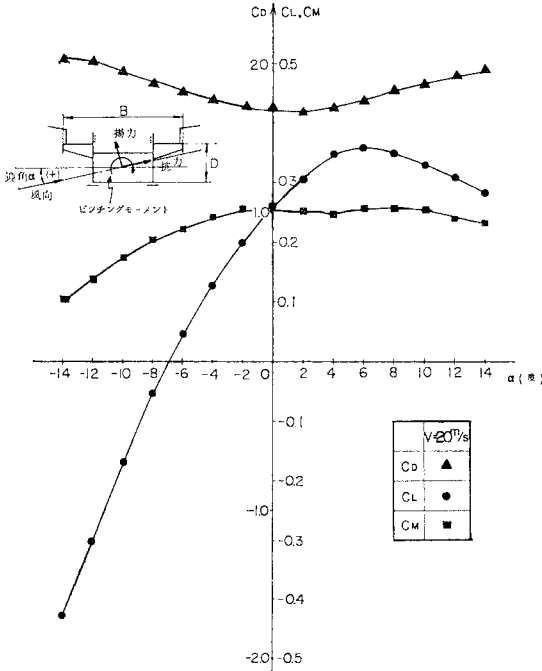


図-8 静的空気力係数 (完成時)

き抜け、カウリングを取りつけることとし、本断面について静的3分力テスト、および動的ばね支持テスト(ねじれ、たわみ各1自由度)を実施し、完成時の本橋の静的ならびに動的な耐風性を確認した。

図-8に静的3分力テスト結果を示す。図中、 C_D 、 C_L 、 C_M はそれぞれ下式により定義された無次元空気力係数である。

$$C_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2} \rho V^2 D}, \quad C_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2} \rho V^2 B}, \quad C_M = \frac{F_M}{\frac{1}{2} \rho V^2 B^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

上式中、各記号は以下の諸量を示す。

- C_D : 静的抗力係数
- C_L : 静的揚力係数
- C_M : 静的ピッチングモーメント係数
- ρ : 空気密度
- V : 風速
- D : 代表桁高(ただし、歩道部を含む。図-8参照)
- B : 代表桁幅(ただし、歩道部を含む。図-8参照)
- F_D : 単位長さ当たりの静的抗力
- F_L : 単位長さ当たりの静的揚力
- F_M : 単位長さ当たりの静的ピッチングモーメント

図-8よりわかるように、揚力係数勾配は迎え角 α が6度以下では正であるが、迎え角 α が6度以上になると負になる。したがって迎え角が0度付近ではギャロッピングは発生しないが、迎え角が6度以上の場合にはギャロッピングが発生する可能性もあると考えられる。

表-5 完成時の風洞試験結果

迎 え 角	た わ み 振 動					ね じ れ 振 動			
	振 動 数	対 数 減 衰 率	渦 励 振 風 速	共 振 風 速	共 振 最 大 幅	発 散 振 動 速	振 動 数	対 数 減 衰 率	発 散 振 動 速
α 度	f_n Hz	δ_γ —	V_R m/s	S_l —	y_R mm	V_G m/s	f_ϕ Hz	δ_ϕ —	V_s m/s
-5°	4.864	0.027	3.60	0.120	0.60	>14.0	7.710	0.040	13.8
-2°	4.873	0.029	3.50	0.123	0.50	>14.0	7.734	0.037	10.7
0°	4.873	0.026	3.45	0.125	0.20	>14.0	7.712	0.040	9.8
2°	4.864	0.026	3.45	0.125	0.20	>14.0	7.742	0.038	8.8
5°	4.863	0.028	3.45	0.125	0.45	12.0	7.746	0.038	8.0
5°	4.864	0.034	3.75	0.115	0.20	12.0	7.746	0.043	8.0
5°	4.863	0.040	3.50	0.123	0.20	12.0	7.712	0.046	8.0

一方、ピッチングモーメント係数については迎え角が0度以下の場合には正であるが、迎え角が正の場合にはほぼフラットな傾向を示している。したがって、迎え角が正の場合の方がよりねじれフラッターの生ずる可能性があると考えられる。以上に示すように、いずれの場合も、本橋については吹き下し($\alpha < 0$)の風が吹くときよりも、吹き上げ($\alpha > 0$)の風が吹くときの方が動的な耐風性能が悪いと考えられる。

表-5には迎え角を変化させた場合の完成時断面のばね支持テスト結果を一覧表にして示す。

表-5よりわかるように、たわみの渦励振振動は迎え角が-5°~5°の範囲では発生しても小さな振幅であると考えられる。一方、高風速で発生するたわみ、またはねじれの発散振動は、迎え角が負より正の方が発振風速が低く吹き上げの風に対して発生しやすくなっているようである。本振動の上記傾向は前述の静的3分力試験結果により定性的には説明できること、さらに本振動の発振性状が急激であること、また発振風速の無次元振動数が、カルマン渦のストローハル数に比べて小さいことを考えると、本発散振動はそれぞれギャロッピング、ねじれフラッターではないかと考えられる。しかしながら、表-5に示す結果と前述の静的空気特性より推定した結果が定量的に異なること、また表-5中に示すように、振動系の減衰率を変化させてもたわみ、またはねじれの発散振動の発振風速がほとんど変わらないことを考え合わせると、本発散振動は従来の準定常理論では説明が難しく、さらに複雑な振動メカニズムを有するものと考えられる。

図-9, 10, 11には、ばね支持テスト結果(V-A- δ グラフ)の例を示す。これらの図よりわかるように、振動系の減衰率は風速が大になるにつれていったん大きくなり、さらに風速が増大するにつれ減少の一途をたどり、やがて振動が発生することになる。したがって、図-9よりわかるように、迎え角が0度の場合でもたわみの発

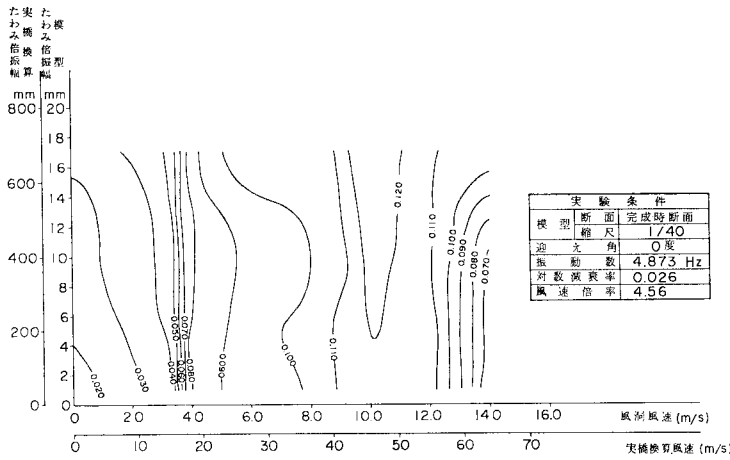


図-9 V-A-d 曲線 (たわみ振動, $\alpha=0^\circ$)

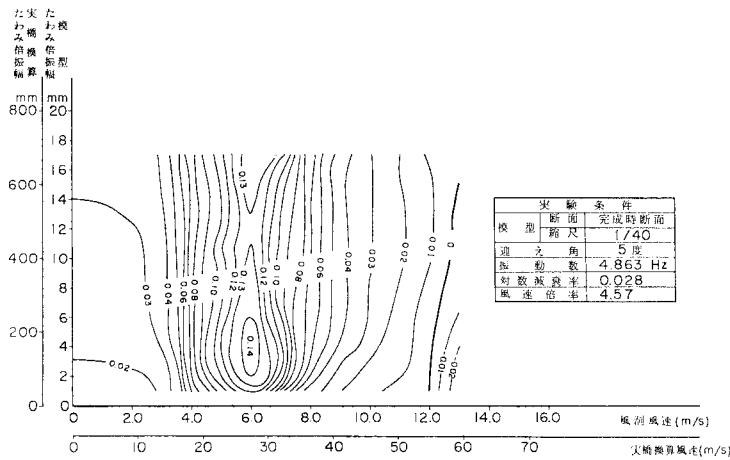


図-10 V-A-d 曲線 (たわみ振動, $\alpha=5^\circ$)

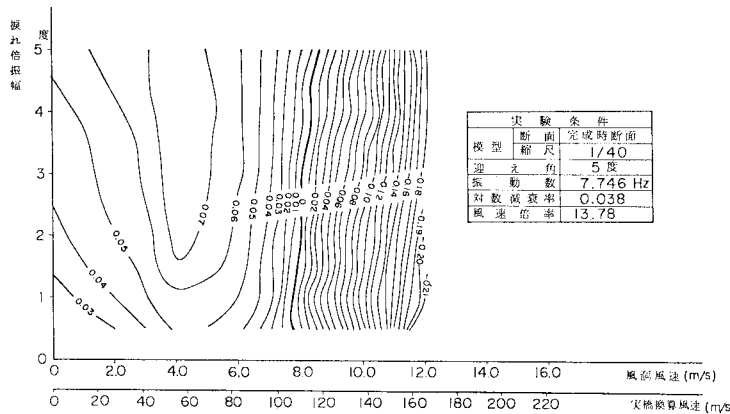


図-11 V-A-d 曲線 (ねじれ振動, $\alpha=5^\circ$)

散振動は 14 m/s 以上の風速で発生する可能性があると思われる。以上の振動系の減衰率の変化特性は、ねじれ振動、および迎え角が 0 度～5 度の場合のたわみ振動に共通の特性で、これらの場合は発振風速の大小はあって

表-6 完成時の耐風性 (実橋)

迎 え 角	たわみ振動		ねじれ振動 発生風速 (m/s)
	渦励振振動 共振風速 (m/s)	振動 倍振幅 (mm)	
-5°	16.4	24	64 以下 発生せず
-2°	16.0	20	64 以下 発生せず
0°	15.7	8	64 以下 発生せず
2°	15.7	8	64 以下 発生せず
5°	15.7	18	55 発生せず

注) 発振風速の定義は、たわみ振動では倍振幅で桁高の 1/20、ねじれ振動では倍振幅で 2° の振動が発生する風速とした。

も、いずれかの風速で振動が発生する要素をもっている。しかしながら迎え角が -5 度、-2 度のたわみ振動については、風速が増大するにつれ振動系の減衰率は増大の一途をたどっており、試験風速以上の風速でも振動は発生せず安定であると考えられる。

以上の結果をもとに実橋の耐風性を推定した結果を 表-6 に示す。なお、表-6 中の値は、実橋の対数減衰率 δ をたわみ、ねじれそれぞれの振動に対して $\delta=0.027$, $\delta=0.036$ 注 2) と仮定した場合のものである。

表-6 より実橋の耐風性は以下のように推定される。

- ① たわみの渦励振振動は、実橋換算風速で約 16 m/s 付近で発生する可能性はあるが、振動振幅は最大で約 24 mm (倍振幅) の小振幅で、実際上問題はないと考えられる。
- ② たわみの発散振動は、迎え角が 2 度～-5 度の間では実橋換算風速 64 m/s 以下では発生しないと考えられるが、迎え角が 5 度の場合には実橋換算風速 55 m/s より発生すると考えられる。しかしながら、迎え角 5 度で風速 50 m/s

注 2) 模型試験において、架設時断面(振れ、たわみとも無風時の対数減衰率が $\delta=0.02$ になるようにセットされている)に抑流板と歩道を取りつくと(完成時断面)、無風時の対数減衰率がたわみで $\delta=0.027$ 、ねじれで $\delta=0.036$ に増大した。これは歩道と抑流板が振動に対して抵抗となり、無風時の空力減衰が増大したためと考えられる。したがって実橋にても同様の効果が期待できるものと考え、ここでは完成時の対数減衰率として上記の値を採用した。

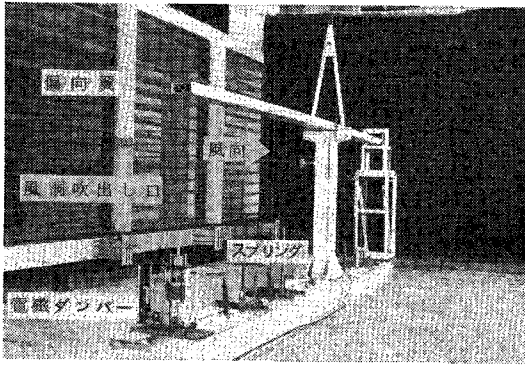


写真-3 架設時3次元全体模型および試験装置

以上の風が持続的かつ全橋にわたって一様に吹くことはほとんどないと考えられるので、実際上たわみの発散振動は発生しないものと考えられる。

- ③ ねじれの発散振動は、迎え角が5度のときに発振風速は最も低いが、実橋換算風速で110 m/s と高風速であり実際上問題はないものと考えられる。

4. 架設時の耐風性について

(1) 風洞試験概略

まえがきで述べたように、架設時については縮尺1/40の3次元の全径間模型（弾性体）を使用した。模型は実橋と相似な剛性を有するスチールの剛性棒のまわりに、幾何学的に相似な木製の外形材を取りつけた。また、重量分布を相似にするため、それぞれのブロックについて付加重量として鉛を取りつけた。一方、ケーブルは、それぞれのケーブルについて相似なワイヤーを張る必要があるが、この場合、張力の調整、減衰率の増大等の不都合が生じるおそれがあるため、今回は以下に示すような簡略法の適用を試みた。すなわちケーブルの剛性は、塔より側径間、および中央径間にそれぞれ張り渡した2本のピアノ線と、桁より下方に取りつけた3本のスプリングで置き換えることとした（図-12参照）。また、模型の減衰は、振動モードへの影響がないことを確認した後、桁先端の1点のみに電磁ダンパーを取りつける方法を採用した。

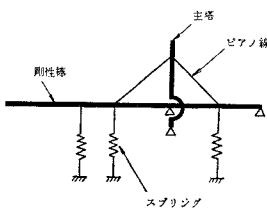


図-12 弾性体模型の剛性部材

以上の簡略法による模型の振動性状試験結果を図-13に示す。図-13よりわかるように、本簡略法による模型の振動モードは実橋を対象として計算された振動モード結果とよく一致する。また、

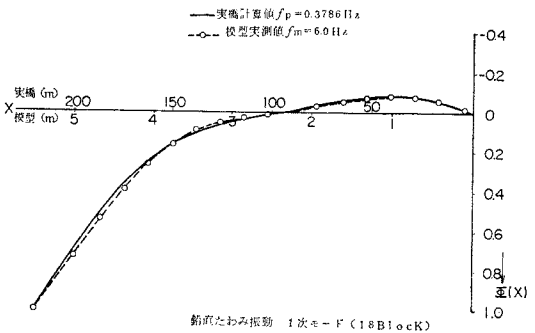
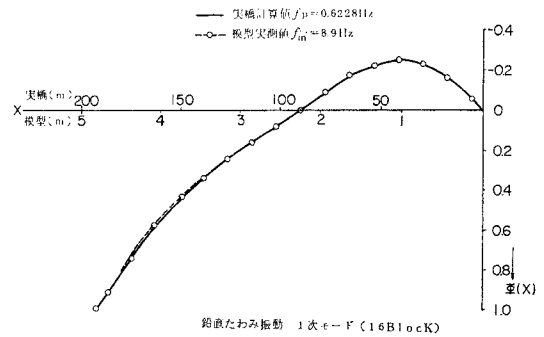


図-13 実橋と模型のたわみ1次振動モードの比較

表-7 実験条件（架設時）

項目	実 橋	模 型	
		所 要 値	実 験 値
16架ブロック完了時	等価質量 417 kg・s ² /m ² たわみ振動数 0.379 Hz 風速倍率 1.0 対数減衰率 ---	0.261 kg・s ² /m ² — — 0.020	0.317 kg・s ² /m ² 6.0 Hz 2.5 0.008~0.040の間で変化
16架ブロック完了時	等価質量 486 kg・s ² /m ² たわみ振動数 0.623 Hz 風速倍率 1.0 対数減衰率 —	0.304 kg・s ² /m ² — — 0.020	0.330 kg・s ² /m ² 8.9 Hz 2.8 0.009~0.025の間で変化

模型の対数減衰率は出来上がりで $\delta \approx 0.0075$ と小さくすることができ、非常に有効な方法であることがわかった。なお、ねじれ振動については、2次元部分模型による予備実験の結果、設計風速内で振動の発生する可能性がないと考えられ、たわみ振動に重なって発生することも考えられなかったため、本模型ではたわみ振動のみを対象とし、ねじれ振動については相似条件を合わせていない。表-7には架設時の実験条件を示す。

(2) 風洞試験結果

18ブロックまで架設完了した状態の風洞試験結果を以下にまとめて示す。

- ① 実橋換算風速で10 m/s以下の低い風速で鉛直た

わみ1次振動モードの振動が発生する。さらに風速が高くなれば、実橋換算風速で17 m/s 付近で鉛直たわみ2次振動モードの振動が、さらに25~30 m/s 付近では鉛直たわみ3次振動モードの振動が発生する。これらの振動は、発生する風速の無次元振動数から考えて渦励振動であろうと考えられる。しかしながら、その発生振動振幅は2次、3次振動モードの場合、1次振動モードの場合に比べ微少であるので、発生風速から考えても、最も低い風速で大きな振幅で振動する1次振動モードのたわみの渦励振動に注意をする必要があると考えられる。

- ② さらに高風速になると、実橋換算風速で40 m/s 付近より鉛直たわみ1次振動モードの発散振動が発生する。本振動は発生する風速の無次元振動数がカルマン渦のストローハル数とかけ離れていること、および発振性状が急激であることからギャロッピングではないかと考えられる。しかしながら、発生する振動振幅は実橋換算風速50 m/s 以下では低風速で発生する1次振動モードのたわみ渦励振動と同程度と考えられるので、架設時については実橋換算風速10 m/s 以下で起こる1次振動モードのたわみ渦励振動を対象に対策を考えておけば十分であると考えられる。

図-14には、18ブロック架設完了時の風洞試験結果を示す。ただし、図中の応答曲線は1次振動モードの振動成分のみを示したものである。

図-14よりわかるように、たわみの渦励振動は迎

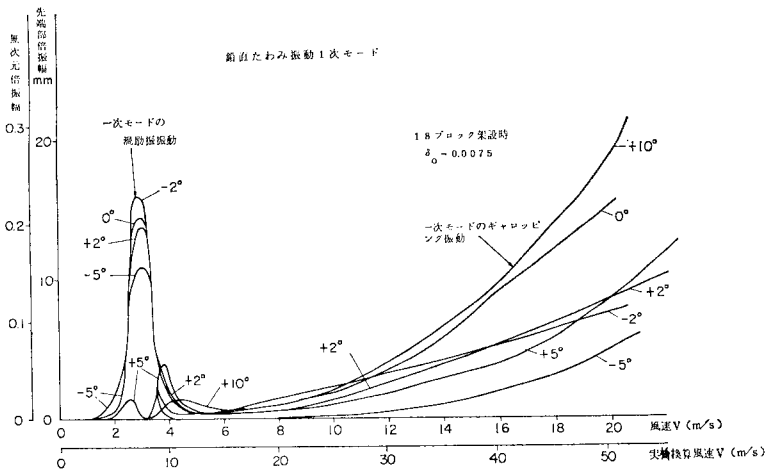


図-14 V-A 曲線 (たわみ振動)

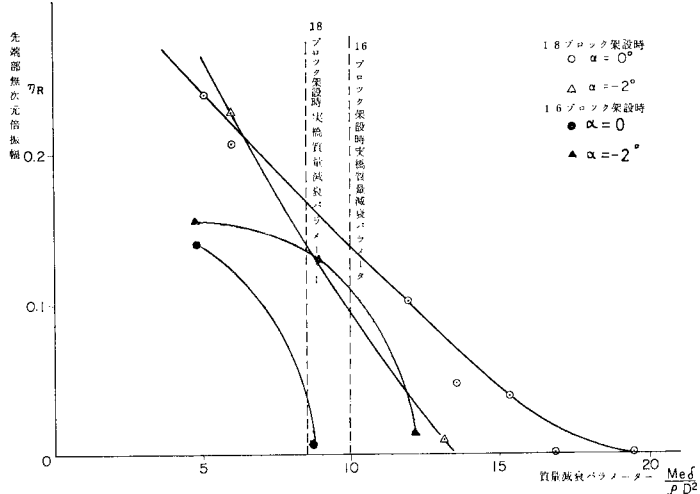


図-15 質量減衰パラメーターと振幅の関係

え角が +2 度~-2 度の間で大きく発生するようであり、負の迎角の方が正の迎角に比べて若干耐風性が劣るようである。したがって架設時については、ほぼ水平の風の場合が危険であると考えられ、また、吹き上げよりは吹き下ろしの方が若干耐風性が悪いようである。

なお、16ブロック架設完了時についても試験を行ったが、上記18ブロック架設完了時の耐風特性と定性的には同様であった。

以上の検討をもとに、18ブロック架設完了時、および16ブロック架設完了時の両状態について、迎え角0度と-2度を対象に、模型の対数減衰率を変化させ、発生するたわみ渦励振動振幅と模型の質量減衰パラメーターの関係を調べた。その結果を図-15に示す。

図-15より以下のことがわかる。

- ① 発生するたわみ渦励振動振幅は、迎え角、および模型の質量減衰パラメーターにより異なるようである。この原因としては、空気が振動振幅に対して非線形性を有していること、さらに空気力の3次元性の影響等が考えられる。

- ② 16ブロック架設完了時に比べて、18ブロック架設完了時の方が耐風安定性が悪いようである。今回のデータからだけでは十分ではないが、上記の原因の1つとして空気力の3次元分布も考えられ、今回のような架設状態の耐風性を検討するには、2次元部分模型試験にあわせて3次元全径間模型試験を実

施し、両試験結果を対比させながら進めてゆくことが今後の課題と考えられる。

以上の結果をもとに実橋の架設時の耐風性を推定すると以下のとおりとなる。

- ① 18 ブロック 架設状態では実橋換算風速で 8 m/s 付近で、16 ブロック 架設状態では 12 m/s 付近で 1 次振動モードのたわみの渦励振振動が発生すると考えられる。
- ② その発生振動振幅は、実橋の対数減衰率 δ を $\delta=0.02$ と仮定すると桁先端で、18 ブロック 架設完了時の場合、倍振幅 480 mm ($\alpha=0^\circ$)、16 ブロック 架設完了時の場合倍振幅 310 mm ($\alpha=-2^\circ$) と推定される。
- ③ 1 次振動モードのたわみ発散振動は、実橋換算風速約 40 m/s より発生すると考えられるが、破壊的な振動振幅は実橋換算風速で 50 m/s 以上と考えられ、実際上問題はないものと思われる。

(3) 架設時の防振対策

まえがきにて述べたように、架設時の防振対策としてはスライディングブロックの応用を試みた。実際に取りつけたスライディングブロックの形状寸法概略を 図-16 に示す。図中スライディングブロックの重量は以下のようにして求めた。

図-17 は、スライディングブロックを取りつけたときの実橋の質量減衰パラメーターを 図-15 に示す風洞試験結果と重ねて示したものである。なお、スライディングブロックを取りつけたときの実橋の質量減衰パラメーターの算出にあたっては、ロープのヒステリシスによる減衰効果は考慮していない。図-17 よりわかるように、スライディングブロックの斜面に対する抗力 R が約 180 kgw 以上の場合には、十分制振することができると考えられる。本結果をもとに今回のスライディングブロックは、抗力が約 180 kgw となるようなスライ

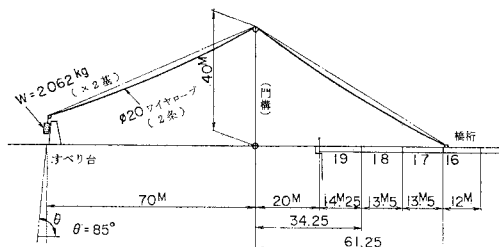


図-16 スライディングブロックの取り付け図

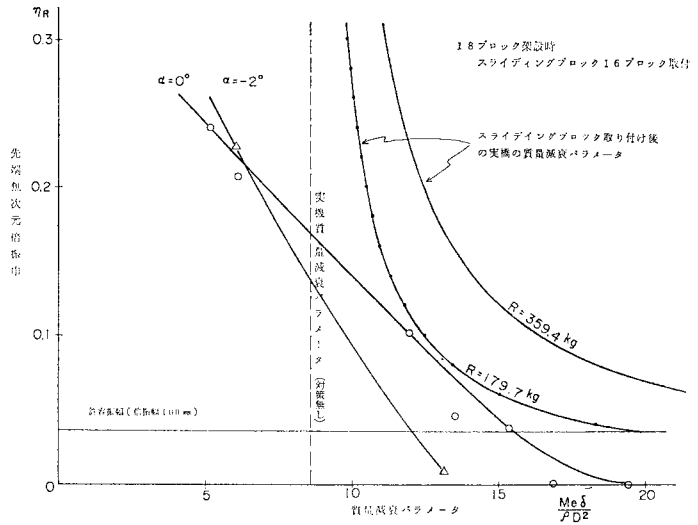


図-17 スライディングブロック取り付け後の実橋の質量減衰パラメーター

ディングブロックを 2 基使用することとした。

また、別途、本スライディングブロックの橋桁先端変位に対する追従性を検討した結果、本スライディングブロックは、橋桁先端変位が 30 mm 以下の場合には追従しない(動かない)と考えられるが、このときは取り付けロープのヒステリシスによる減衰効果を期待することとした。

なお、その後行われた実橋(ただし閉合時)の振動試験(加振機の能力から鉛直たわみ 2 次振動モードしか測定できなかった)では、ロープを取りつけることによりロープのヒステリシスによる減衰効果だけで、橋桁の対数減衰率 δ が 0.035 から 0.128 に増加したことを参考までに付記する。

5. 結 論

本研究では、永蔵橋を対象に幅員に比べて桁高の高い(断面比約 2)ボックス桁断面を有する橋梁の耐風対策、および架設時の橋梁の耐風性について実験的に調べた。その結果は以下のとおりである。

(1) 上記断面比が約 2 の桁断面を対象に各種制振対策(抑流板、フェアリング、吹き抜け、カウリング)、およびその組み合わせによる制振効果を明らかにした。

(2) なかでも抑流板については、形状、取り付け角度、開口率と制振効果の関係を明らかにした。

(3) 架設時の橋梁の耐風性には、構造物が 3 次元であることによる空気力の 3 次元性の影響が生ずる可能性もあると考えられる。

(4) 上記 3 次元性の影響については、今後 2 次元部分模型試験にあわせて 3 次元全径間模型試験を実施、両

試験結果を対比させながら検討を進めてゆくことが課題である。

(5) 上記3次元全径間模型は、実橋のケーブルと同本数の相似なワイヤーを張らなくても、ピアノ線とスプリングを組み合わせるにより、十分実橋に相似な振動モードを再現できる。また、本簡略法は、模型のセット調整が簡単になる、模型の対数減衰率を小さくできる等有効である。

(6) 以上の試験結果をもとに、永歳橋については、完成時には抑流板、吹き抜け、カウリングを取りつけることにより耐風安定性が確保できることがわかった。また、架設時については、コンパクトなスライディングブロックを設計、実橋に適用し、制振に成功した。

参 考 文 献

- 1) 中村泰治・溝田武人：ある箱型構造物の空力弾性的特性について、構造物の耐風性に関する第2回シンポジウム

論文集, 1972.

- 2) 白石成人・松本 勝・武内隆文：1：2 矩形断面の渦励振振動特性に関する実験的研究，土木学会第31回年次学術講演会概要集，1976.
- 3) Novak, M. : Galloping and vortex oscillations of structures, Proceedings of wind effects on buildings and structures, Tokyo, 1971.
- 4) 阪神高速道路公団・(財)防災研究協会：斜張橋の耐風性に関する実験的研究，1975.
- 5) 三宅 勝ほか：大黒大橋，三菱重工技報，Vol. 14, No. 3, 1977.
- 6) 建設省土木研究所：末広大橋耐風性調査報告書，土木研究所資料第799号，1973.
- 7) 建設省土木研究所：石狩河口橋の耐風性に関する調査報告書，土木研究所資料第453号，1969.
- 8) 土木学会本州四国連絡橋耐風設計小委員会：本州四国連絡橋の耐風に関する調査報告書，本州四国連絡橋耐風設計基準同解説，1975.

(1978.9.9・受付)